

切土補強土擁壁の地震時残留変位量に関する Newmark 法の適用性に関する検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○ 藤敦弘, 渡辺健治, 野中隆博
 鉄道・運輸機構 正会員 高野裕輔, 陶山雄介, 植木茂夫
 レールウェイエンジニアリング 正会員 青木一二三

1. はじめに

著者らは、切土補強土擁壁の合理的な設計を目的として、多数の模型振動実験を実施している^{1),2)}。切土補強土擁壁の実務設計では、一般的に L2 地震動に対する耐震設計を行わず、耐震設計は L1 地震動に対する補強土体（補強土構造物の背面地盤のうち、地山補強材により補強された部分と壁体の総称）の内定安定、外的安定の照査のみを行う場合が多い。これは、L1 地震動に対して安定照査された盛土補強土擁壁（RRR 工法）が、それを超える地震動（L2 地震動等）が作用した場合でも粘り強い挙動を示し、大変形には至らなかった経験を切土補強土擁壁に対しても適用しているためである。

上記を踏まえ本研究では、常時、施工時、地震時（L1 地震動）に対して設計された切土補強土擁壁に対して、L2 地震動が作用した場合の地震時残留変位量を現行の設計標準³⁾で用いられている地震時残留変位量の算定法（Newmark 法）により算定し、実施した模型振動実験の結果と比較することを目的としている。

2. 実験および Newmark 法による地震時残留変位量の算定条件

図-1 に Newmark 法および実験で対象とした切土補強土擁壁の概要図を示す。対象とした切土補強土擁壁は、設計外力に対して背面地山が自立できないため、地山補強式土留め壁による補強を適用した切土のり面勾配が 3 分勾配の切土補強土擁壁である。

図-1 中に Newmark 法に用いた土質諸数値を示す。解析モデルは模型実験で構築した切土補強土擁壁模型を再現し、解析に用いた土質諸数値は、地盤材料試験等から算出した。Newmark 法に用いた加速度波形は、基盤に設置した加速度計（図-1 中 ▼印の位置）の計測値とした。実験に用いた切土補強土模型の詳細については文献 2) を参照されたい。

3. 安定解析の結果と実験結果の比較

3.1 降伏震度とすべり面角度の計算値と実験値の比較

現行の設計標準³⁾に従い、2wedge 法により補強土体の安定解析を行った結果、滑動モードに対する降伏震度は $kh=0.477$ であった。模型実験においては 400~500gal 加振時から水平変位量の増加が確認されており、概ね解析で得られた滑動モードに対する降伏震度に対応した加振で変位が発生し始めていることが確認された。また、図-2 に切土補強土擁壁に発生したすべり面の比較図を示すが、すべり面の発生位置についても実験結果と安定解析結果が概ね整合していたことから、安定解析に用いられている 2wedge 法の妥当性が確認された。

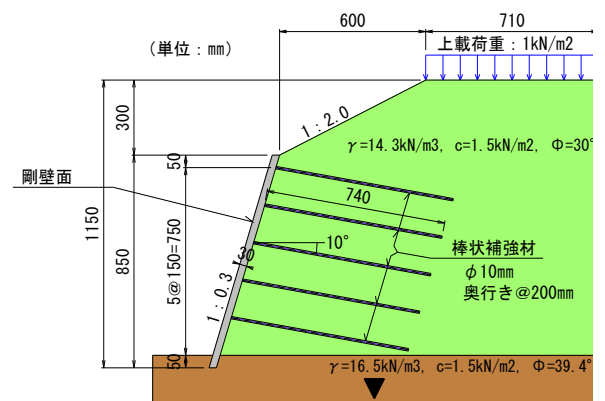
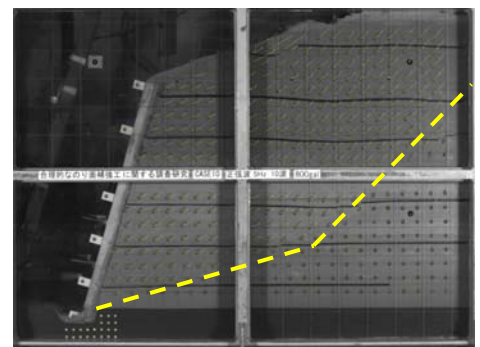
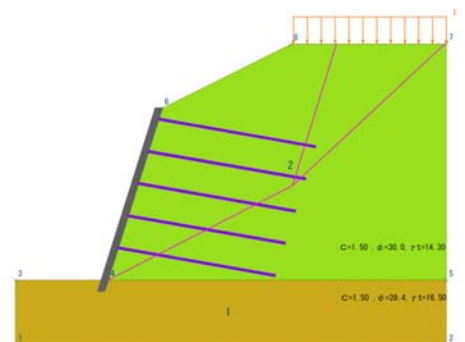


図-1 切土補強土擁壁概要図



a) 実験結果



b) 解析結果

図-2 切土補強土擁壁のすべり面の比較

キーワード：切土補強土擁壁，地震時変位量，Newmark 法

連絡先：〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 TEL：042-573-7261

3.2 実験値と Newmark 法における水平変位量の比較

図-3 に模型実験における各加振試番の壁体の滑動変位量の増分値と Newmark 法における各加振試番の滑動変位量の計算値を示す。滑動変位量に対する実験値と解析値を比較すると、500gal 程度までは、実験値と解析値ともに変位量が小さく、合致している。しかしながら、600gal 以降は解析値が実験値を大きく上回る結果となり、最大加速度で加振した時の変位量で比較した場合、解析値 (92.4mm) は実験値 (26.25mm) の 3 倍以上の値となった。図-4 に Newmark 法および実験結果における 900gal 加振時の壁体水平変位量の時刻歴を示す。Newmark 法で算出される変位は一方方向に累積していくのに対して、模型実験で計測された水平変位は、慣性力が背面側に作用した際に弾性的な変位の復元が確認されている。

Newmark 法で得られた滑動モードに対する降伏震度は、 $kh=0.477$ であるが、模型実験で得られた滑動変位量の実測値を Newmark 法により再現するために必要な降伏震度 (逆算降伏震度) は $kh=0.648$ 程度である。安定解析によって算定された降伏震度 ($kh=0.477$) は、実際に補強土体が力のつり合いを失った震度を示しており、Newmark 法においては降伏震度を閾値としてそれを超過する慣性力が作用した場合、補強土体の抵抗力は増加せず、剛塑性的な変形挙動を示すことを仮定している。一方で実験結果は、図-5 に示す補強材張力の推移から分かるように、降伏震度付近の加振加速度 (500gal 加振) 以降も加速度の増加に応じて補強材張力が増加するため、補強土体の降伏震度は滑動変位の増加とともに上昇すると考えられる。Newmark 法で仮定している補強土体の荷重-変位関係と、実際の補強土体の荷重-変位関係の比較図を図-6 に示す。降伏震度以降の補強材張力の増加は、①壁体の変位の増加に伴う増加、②地震時土圧の増加によって補強土体内での拘束圧 (σ) が増加することに伴う増加、が考えられる。これにより補強土体の滑動に対する抵抗力が向上したと考えられる。

4. まとめ

現在、実務設計で広く用いられている 2wedge 法による安定解析は、模型実験において変位の増加が顕著となった震度およびその時の変形モードと概ね合致したが、その後の変位の累積性については、Newmark 法による変位量の算定結果と合致しなかった。これは、補強土構造物が示す降伏震度以降の粘り強い挙動を Newmark 法では考慮していないためであり、その結果、実際の補強土構造物の変位量に比べて安全側の算定結果を与えたと考えられる。

参考文献 1) 陶山雄介, 森野達也, 植木茂夫, 青木一二三, 渡辺健治, 栗山亮介, 野中隆博: 背面地山の用地境界を考慮した切土補強土擁壁の地震時挙動に関する研究, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, 2013.9. 2) 高野祐輔, 陶山雄介, 植木茂夫, 青木一二三, 渡辺健治, 野中隆博, 工藤敦弘: 勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時安定性に関する振動実験, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, 2014.9 (投稿中). 3) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012.1

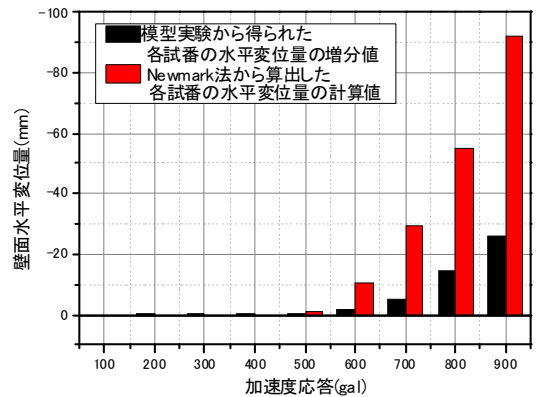


図-3 各加振試番における水平変位量の比較

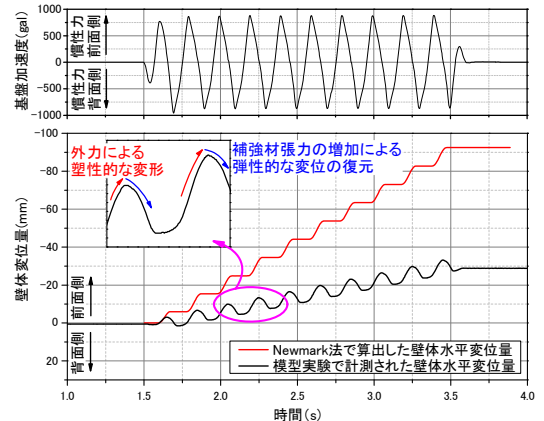


図-4 900gal 加振時の水平変位量の推移

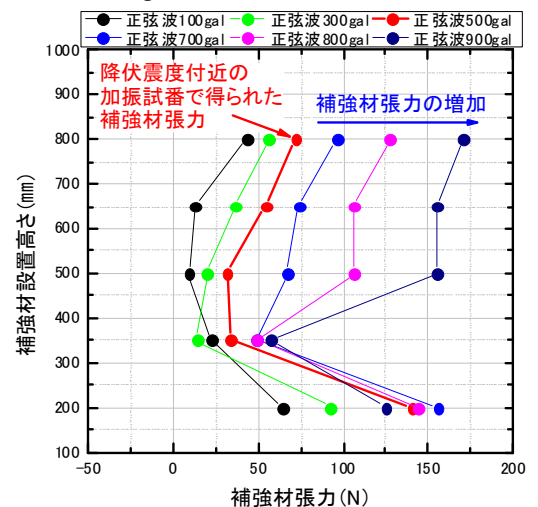


図-5 模型実験における補強材張力の推移

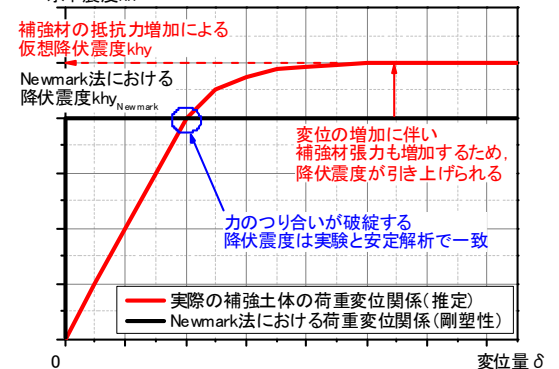


図-6 Newmark 法と実際の補強土体の荷重-変位関係の比較図